

鉄骨枠付 K 型ブレースで耐震補強された RC 建物の補強効果確認原位置試験

その4 柱部材切り出し試験体による耐力確認実験結果

正会員 〇小野 泰伸^{1*}
同 島崎 和司^{2**}

耐震補強 鉄筋コンクリート 短柱
せん断耐力

1. はじめに

1960年代に竣工した神奈川大学4号館は既存5階建の上2層および東側を撤去し、全体の25%程度を残して鉄骨ブレース新設による耐震補強を実施して使用されてきたが、横浜キャンパス整備計画により解体されることになった。そこで、解体される4号館を利用して、耐震補強された建物の補強効果を実証するため、原位置での実大実験を実施した¹⁾。本論では、図1に示す旧4号館から解体時に切り出した柱を用いた実物のせん断耐力確認実験を実施したので、その結果を報告する。

2. 試験体概要

試験体は4号館の解体に先立ち、図1に示す X16-Y7 通り (③の位置) から、写真1に示すように上層階の梁上端と下層階の梁下端位置から所定の長さで切断し、キ型に切り出した柱部材である。主筋に丸鋼が用いられており、壁梁が偏心して取り付けられている。柱の切断面の主筋は定着を確保するために PL32 に溶接し、柱との間はグラウトで充填した後、PL32 から突出している部分をガス溶断しサンダーで平滑に仕上げた。図2に試験体断面形状・配筋を示す。コア抜きによる4号館2階の平均コンクリート強度は24.6N/mm²であった。

鉄筋は、試験体から取り出した主筋、せん断補強筋それぞれにおいて材料試験を行った。図3に鉄筋の応力-ひずみ関係と降伏応力度を示す。測定した鉄筋断面は主筋は直径 22mm であった。せん断補強筋は試験片の計測直径が 7.7mm でφ9より小さかったため、応力度は実断面で算定した。主筋はガス圧接部を含む素材であったが、写真2に示すように母材破断であった。

3. 実験概要

試験体は、図4に示すように試験体の柱脚をフレーム

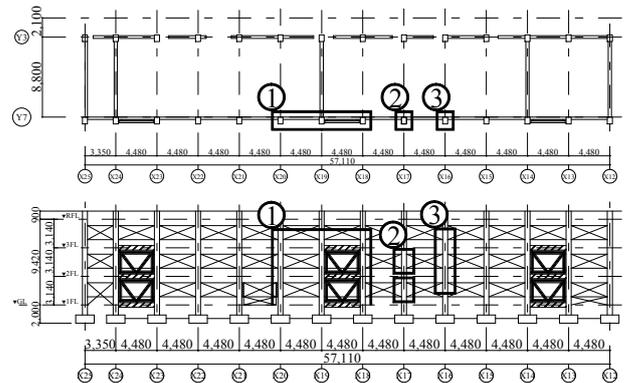


図1 旧4号館 基準階伏図および南立面図



写真1 柱切り出し状況

設計基準強度F _c (N/mm ²)	柱内法高 h(mm)	柱断面 b×D	主筋	帯筋	鉄筋降伏強度σ _y (N/mm ²)	せん断スパン比 M/Qd	
C6	18	1540	550×650	φ22-10 (SR24)	φ9@250	294	1.54

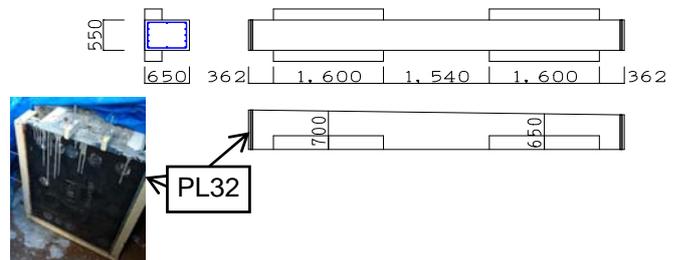


写真2 主筋の最終破断状況

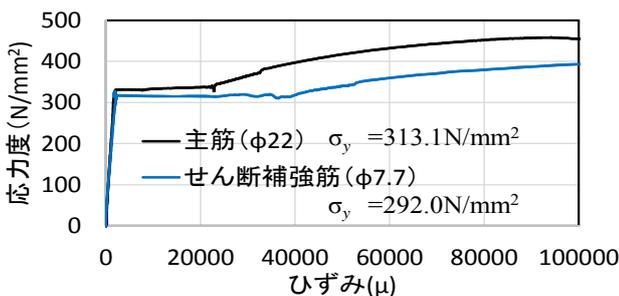


図3 鉄筋の材料試験結果

側にして水平に設置し、1 MN 油圧ジャッキにより PC 鋼棒で反力を取り、定軸力 0.15DFc(N)を作用させた。梁偏心のため、加力位置も梁の中心とした。軸力は PC 鋼棒にひずみゲージを貼って計測した。せん断力は 1 MN アクチュエータにより大野式加力で逆対称モーメントを作用させて加力した。加力サイクルは、設計強度による計算せん断耐力の 429kN を基準として、± 1/3(143kN)×2 回、± 2/3(286kN)×2 回、± 3/3(429kN)×3 回とし、その後破壊まで加力した。変位計測はフレームからの絶対変位、試験体に取り付けた相対変位、面外変位とした。

荷重－変形関係を図 5 に示す。左の図は、3 カ所で計測した相対変位を示している。試験体に取り付けた 2 台のアクチュエータで、逆対称曲げになるように制御して加力を行ったが、試験体の剛性に比べ試験体を固定する PC 鋼棒の剛性が不足していたために、相違が生じた。この相違分だけ試験体の逆対称曲げ状態が保持できていないことになる。実験経過としては、± 143kN のサイクルで、曲げクラックや試験体の固定部分にクラックが入った。試験体耐力のサイクルでは、366kN でせん断クラック（クラック幅：0.05mm）が生じた。このサイクルではクラックが生じるものの、剛性低下は生じなかった。最終サイクルの+580kN でせん断破壊した。

写真 3 に最終破壊状況を示す。偏心梁の取り付け側（写真 3 上：表側）のひび割れは柱の対角線を成すように入っていた。また、梁がない側（写真 3 中：裏側）のひび割れは表に比べてひび割れが長く、柱梁接合部まで伸展している。表側の最大クラック幅は 12 mm、裏側では 10 mm であり、相対変形の残留変形分にはほぼ等しい。実験終了後に部材中央で切断した断面が写真 3 下である。部材中央部では、せん断クラックが全断面で水平に入っていることがわかる。断面中央のせん断クラック部分には、丸鋼の 180° フックが見られ、これは直交梁の定着部と思われる。

材料の実強度を用い、せん断補強筋の断面積を計測値の平均値として 8mm とし、950kN の軸力が作用している時の(1)式（荒川 mean 式）によるせん断耐力の計算値は、552kN であり、実験値は計算値の 1.05 倍であった。

$$Q_{sv} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + Fc)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

実験は、試験体の固定度が十分ではなく、 M/Qd が逆対称曲げに比べて変動していると想定されるが、おおむね(1)式でせん断耐力が推定できていると言える。

4.まとめ

丸鋼を用い壁梁が偏心して取り付けられている実建物の柱曲げせん断実験を行い、そのせん断耐力が荒川 mean 式で推定できることを示した。

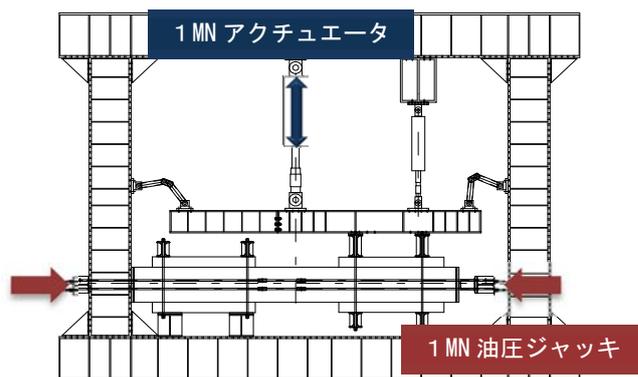


図 4 加力装置図

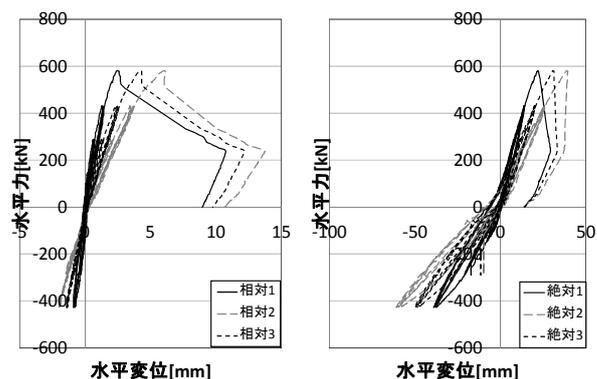


図 5 荷重－変形関係（左：相対変形、右：絶対変形）

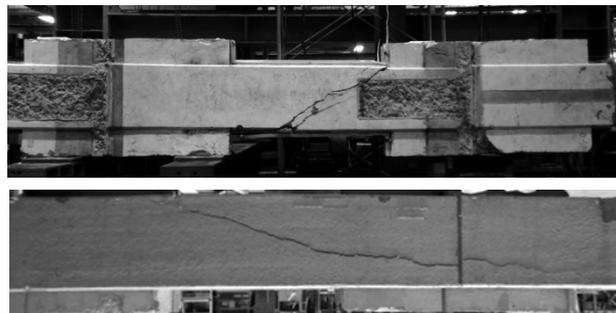


写真 3 最終状況（上：表側、中：裏側、下：中央断面）

【謝辞】 試験体の切り出しに当たっての施工・安全計画と実際の作業は鹿島建設（株）による。実験の実施に当たっては、神奈川大学の五十嵐教務技術主任、佐藤教務技術員や坂本さんをはじめ多くの学生の協力を得た。ここに感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 小野泰伸他、鉄骨枠付 K 型ブレースで耐震補強された RC 建物の補強効果確認原位置試験、その 1-3、日本建築学会大会梗概集、2012 年

* 1 株式会社 協和建築積算事務所

**2 神奈川大学 工学部 建築学科 教授 博士(工学)

* 1 Kyowa Building Surveyor Co.,Ltd

** 2 Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.